

## **ESTUDO DA VIABILIDADE DE UTILIZAÇÃO DA PONTE LUIZ I PELO METRO LIGEIRO DO PORTO**

Aristides Guedes Coelho<sup>1</sup>, José António Mota Freitas<sup>2</sup>, Manuel de Azeredo<sup>3</sup>, Aníbal Costa<sup>4</sup>,  
José Sena Cruz<sup>5</sup>, Nuno Eduardo Santos<sup>6</sup>, Duarte Barroso Lopes<sup>6</sup>

### **RESUMO**

Os subscritores desta comunicação elaboraram, no âmbito do I.C. - Instituto da Construção, a pedido da empresa Metro do Porto, S.A., um parecer sobre a viabilidade da integração da Ponte Luiz I na linha do Metro Ligeiro do Porto, troço Porto-Vila Nova de Gaia.

Os estudos efectuados compreenderam a análise estática da Ponte, incluindo a acção do vento, a análise dinâmica, que englobou a medição das frequências do tabuleiro e do arco e a sua quantificação numérica, bem como a quantificação das forças sísmicas devidas às acções regulamentares e a sua combinação com as outras acções.

Nestes estudos dinâmicos procurou-se também avaliar a influência da passagem do metro a diferentes velocidades na estrutura da Ponte e as eventuais amplificações dinâmicas que possam ocorrer, permitindo também avaliar o conforto dos passageiros.

Os estudos efectuados permitiram também a quantificação dos diversos modos de encurvadura da estrutura da Ponte, nomeadamente os modos locais, bem como os modos globais de encurvadura.

Por outro lado, o estudo analítico foi acompanhado de uma série de trabalhos experimentais, desenvolvidos nas oficinas do Departamento de Mecânica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que permitiram a caracterização das propriedades dos

---

<sup>1</sup>Prof. Catedrático na FEUP; <sup>2</sup> Prof. Associado Convidado na FEUP; <sup>3</sup> Prof. Associado na FEUP; <sup>4</sup>Prof. Auxiliar na FEUP; <sup>5</sup>Assistente Estagiário na U.M.; <sup>6</sup>Eng. Civil

materiais (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência, índices de fadiga, etc.) bem como a quantificação dos valores das tensões admissíveis a usar no dimensionamento, para além do período de vida útil que seria de esperar para as peças com características semelhantes às aquelas que foram extraídas da Ponte.

Quanto aos resultados apresentados reteve-se para cada barra e para cada combinação, apenas o esforço axial. De seguida, determinou-se a tensão instalada e comparou-se com a tensão admissível determinada com base nos ensaios experimentais.

A apresentação dos resultados revelou-se muito sugestiva e a sua interpretação resultou bastante simplificada, evidenciando as barras cujas tensões estão próximas ou excedem o máximo admissível.

Nesta comunicação aborda-se sumariamente alguns dos estudos efectuados e são apresentados os resultados obtidos que permitiram concluir ser viável a passagem do metro pela Ponte Luiz I.

## **1. DESCRIÇÃO DA PONTE**

### **1.1 Caracterização Geométrica da Ponte**

Para definir correctamente a geometria da Ponte, começou-se por analisar os dados fornecidos no projecto original (figura 1). Alguns desenhos contêm correcções feitas *à posteriori*, pelo que se procurou confrontá-los com a realidade. Concluiu-se então que a zona central compreendida entre os 2 grandes pilares metálicos, (números 2 e 3, respectivamente do lado de Vila Nova de Gaia e do Porto) é a única que se encontra em conformidade com o projecto inicial. Os restantes tramos do tabuleiro superior, quer do lado de Gaia quer do lado do Porto, apresentam comprimentos diferentes dos indicados no projecto inicial. Verificou-se ainda que as vigas do 1º tramo do lado de Gaia se encontram divididas em 8 aspas, em vez das 9 de projecto, e as vigas do 2º tramo constituídas por 10 aspas em vez das 11 de projecto, entendendo-se por aspa a porção de cada viga compreendida entre dois montantes consecutivos.

Em resultado das observações realizadas e dos elementos de consulta disponíveis, considerou-se a Ponte constituída por: um tabuleiro superior de 391.25 m de desenvolvimento dividido em 13 tramos; um arco de geometria parabólica, quer em alçado quer em planta, de 172 m de corda e 45,1 m de flecha; 7 pilares, sendo 2 de alvenaria e 5 metálicos, dos quais os dois das margens (n.º 2 e n.º 3) com 28,077 m de altura; um do lado de Gaia (n.º 1) com 23,000 m de altura e dois bastante mais pequenos apoiados no arco; um tabuleiro inferior de 174 m de comprimento suspenso do arco por meio de 4 montantes, dividido em 5 tramos, os

de extremidade com 33 m e os três centrais de 36 m de vão. Os pilares metálicos atrás referidos (n<sup>os</sup> 1, 2 e 3) estão fundados em plintos de alvenaria.

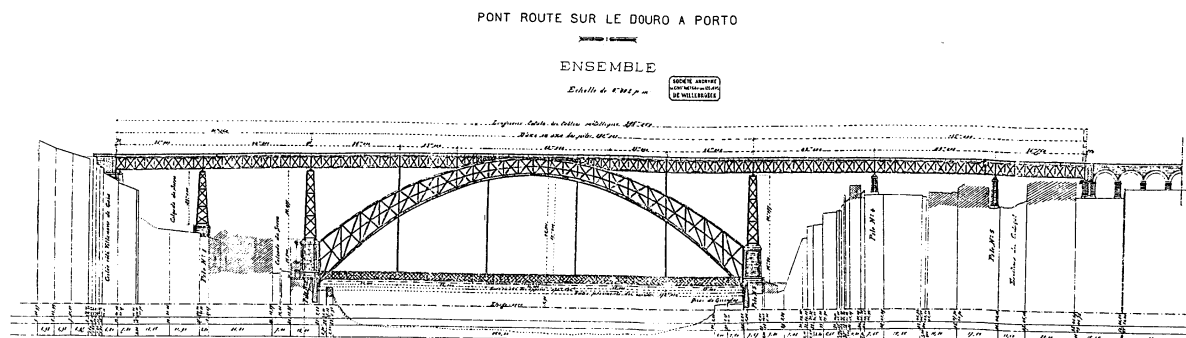


Figura 1 - Projecto original da Ponte Luiz I.

Existe um esboço do alçado de montante da Ponte a um relatório datado de 1908, cujas medidas correspondem à realidade. Estas medidas foram confirmadas aquando de uma visita efectuada à Ponte. O desenho da figura 2 apresenta de forma esquemática a geometria geral.

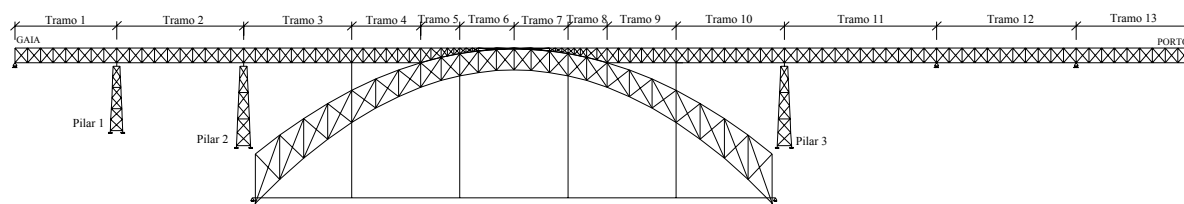


Figura 2 - Geometria geral da Ponte Luiz I.

## 1.2 Características Mecânicas das Barras

A caracterização mecânica das barras da Ponte, baseou-se fundamentalmente na informação constante do projecto original. Surgiram, no entanto, algumas situações em que essas características não eram fornecidas. Para ultrapassar esta dificuldade, a equipa deslocou-se à Ponte e mediu no local as dimensões das peças, de modo a poder caracterizá-las. Algumas, no entanto, eram de todo inacessíveis, tendo-se nestes casos recorrido a fotografias, e por relação de escala com outras peças conhecidas, atribuído as respectivas dimensões. Como é evidente, em estudos mais aprofundados devem ser comprovadas todas as secções das peças constituintes da estrutura.

De um modo geral, as barras são constituídas por cantoneiras reforçadas com chapas de banzo e de alma ligadas por rebites, resultando perfis em caixão, em I e em T.

## 2. BASES DE CÁLCULO

### 2.1 Acções

#### 2.1.1 Acções Permanentes

O peso próprio da estrutura metálica foi avaliado de acordo com as dimensões das secções, tendo-se admitido um peso específico de  $84 \text{ kN/m}^3$ , o qual inclui o peso dos rebites e pintura, estimado em cerca de 9% do peso total da estrutura metálica. As acções permanentes das principais sub-estruturas assim obtidas são aproximadamente:

- tabuleiro superior:  $21 \text{ kN/m}$  (por metro linear de tabuleiro superior);
- tabuleiro inferior:  $17 \text{ kN/m}$  (por metro linear de tabuleiro inferior);
- arco:  $63 \text{ kN/m}$  (por metro linear de corda).

Quanto ao peso próprio das barras não caracterizadas geometricamente, designadamente as consolas dos passeios, longarinas, chapas abauladas, guardas dos passeios e apoios das consolas, foi considerado no cálculo uma carga uniformemente distribuída de  $9 \text{ kN/m}$ .

O peso próprio da laje do tabuleiro superior corresponde a uma acção linear uniformemente distribuída de  $34.9 \text{ kN/m}$ . Este peso é substituído por forças aplicadas nos nós do tabuleiro ao nível do banzo superior, de acordo com as áreas de influência de cada nó, isto para a análise estática. Nos estudos dinâmicos esta carga foi transformada num acréscimo de massa específica do banzo superior da viga principal do tabuleiro superior. Assim o banzo superior apresenta uma massa específica de  $144.96 \text{ ton/m}^3$ .

Tal como para a estrutura metálica, ao peso da laje do tabuleiro inferior corresponde uma carga uniformemente distribuída de  $3.13 \text{ kN/m}^2$ , ou seja  $25.5 \text{ kN}$  por metro linear longitudinal, que também foi traduzida em termos de massa específica da barra que simula o tabuleiro.

O peso próprio do tabuleiro inferior, incluindo a laje e os montantes de suspensão foi para a modelação estática, substituído por forças aplicadas no arco, nos mesmos pontos onde cada montante de suspensão a ele se liga. Estas forças foram avaliadas com base nas reacções obtidas no modelo daquela sub-estrutura simulada em computador. Assim para cada um dos montantes centrais corresponde uma força de  $2817.6 \text{ kN}$  e de  $2958.8 \text{ kN}$  para cada um dos extremos. Em termos de peso específico das barras deste modelo, considerou-se para os montantes  $84 \text{ kN/m}^3$ , já para a barra que simula o tabuleiro inferior considerou-se um peso de  $463.65 \text{ kN/m}^3$  que engloba os pesos, da estrutura metálica, da laje do tabuleiro e a sobrecarga de  $4 \text{ kN/m}^2$  distribuída em todo o tabuleiro. Este valor de  $463.65 \text{ kN/m}^3$  não consta do quadro

dos materiais utilizados, dado que apenas foi considerado no estudo efectuado para o tabuleiro inferior.

Para os modelos dinâmicos considerou-se o tabuleiro fazendo parte integrante de toda a estrutura. Sendo a sobrecarga de  $4 \text{ kN/m}^2$ , multiplicada por  $\psi_2 = 0.2$ , resultando assim para os dois modelos 2D e 3D uma massa específica de  $30.863 \text{ ton/m}^3$  para a barra que simula o tabuleiro inferior.

### 2.1.2 Acções Variáveis

Considerou-se a sobrecarga uniformemente distribuída de  $4 \text{ kN/m}^2$  apenas para o tabuleiro inferior.

A carruagem-tipo apresentada pela ENSITRANS, tem  $30.0 \text{ m}$  de comprimento e apresenta três “bogies” afastados de  $11.5 \text{ m}$  entre eixos. Cada “bogie” tem dois eixos afastados de  $1.9 \text{ m}$  e transmite uma carga máxima de  $11.4 \text{ tf}$ . A figura 3 abaixo apresenta esquematicamente a distribuição de cargas correspondendo a uma carruagem-tipo.

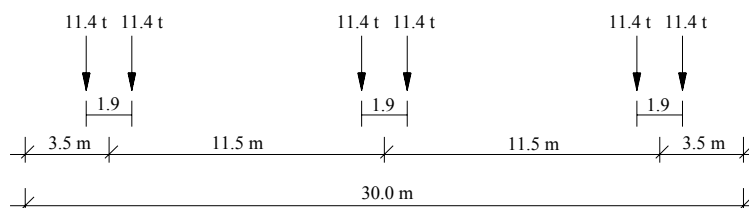


Figura 3 - Carruagem-tipo segundo a ENSITRANS.

A quantificação da acção do vento foi efectuada com base no regulamento português R.S.A. e no regulamento belga, IBN (Institut Belge de Normalisation).

Do R.S.A. retiraram-se os valores da pressão dinâmica do vento  $w_k$ , do coeficiente de força,  $\delta_f$ , e do factor de protecção,  $\eta$ . Refira-se ainda que o coeficiente de força,  $\delta_f$ , depende de  $\lambda$ , índice de cheios, definido pela razão entre a área efectiva, que corresponde à soma das áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal à direcção do vento, e a área limitada pela projecção no mesmo plano do contorno exterior da estrutura. Relativamente ao factor de protecção  $\eta$ , este depende do índice aerodinâmico de cheios  $\phi = \xi \lambda$ , sendo  $\xi = 1.6$  para estruturas formadas por barras de secção angular, e do coeficiente de espaçamento  $\mu$ . O factor  $\eta$  pretende ter em conta o efeito protector que a estrutura de barlavento confere à de sotavento. Refira-se ainda que a altura  $h$ , medida a partir do solo foi no caso do rio considerada a partir da cota de baixa mar.

Considerou-se ainda a ponte situada na zona B em terreno com rugosidade tipo II, obtendo-se assim a condição mais desfavorável para esta acção.

O IBN foi consultado, tendo apenas sido retido um coeficiente redutor da acção do vento, que para estruturas de desenvolvimento superior a 100 m, o que é o caso, reduz aquela acção em 30%, o que equivale a multiplicar os valores das forças do vento obtidas pelo R.S.A. por um factor constante, 0.7.

Foi contabilizada a acção do vento no Comboio-tipo e no tabuleiro superior.

## 2.2. Combinações Consideradas

Nas combinações consideradas nos cálculos de estabilidade foi considerado um coeficiente de segurança de 1.5 quer para as acções permanentes quer para as variáveis. Salvaguardando-se no entanto a possibilidade de para as acções permanentes, considerar 1.35 para aquele coeficiente.

Nas combinações foram consideradas duas acções base, a do vento e a do comboio-tipo, resultando as seguintes combinações fundamentais:

- acção base comboio-tipo:

$$S_d = 1.5 S_G + 1.5 (S_{CT} + 0.4 S_W)$$

- acção base vento:

$$S_d = 1.5 S_G + 1.5 (S_W + 0.8 S_{CT})$$

$S_G$  - acções permanentes;  $S_{CT}$  - acção do comboio-tipo;  $S_W$  - acção do vento

A acção do vento e conforme anteriormente justificado ocorrerá na Ponte propriamente dita e no comboio-tipo. Assim entenda-se que quando se fala na acção vento em cada combinação, estão implícitas as duas situações.

Na consideração do comboio-tipo como acção base foram previstas 4 situações distintas. Três dessas situações contemplam a acção de dois comboios caminhando a par ao longo da Ponte, simulando o cruzamento em qualquer posição, formando cada um dos comboios composições de uma carruagem com vista a obter os máximos momentos positivos nos diversos tramos, de duas carruagens obtendo-se assim os momentos negativos máximos e três carruagens de modo a maximizar os esforços no arco. A quarta situação transmite ao tabuleiro uma carga excêntrica, de modo a provocar um esforço de torção. Considerou-se assim, apenas um comboio constituído por três carruagens. Para cada uma das 4 situações apresentadas foram consideradas todas as posições que os comboios vão ocupando ao longo da Ponte. Resultando assim um vasto número de posições para cada uma das situações. O quadro abaixo apresenta essa relação.

Combinações	n.º total de posições
2 comboios compostos por 1 carruagem	95
2 comboios compostos por 2 carruagens	88
2 comboios compostos por 3 carruagens	88
1 comboio composto por 3 carruagens	82

Para a acção base vento, o tratamento é em tudo idêntico ao apresentado para o ponto anterior, diferenciando apenas nos coeficientes de combinação. É de referir que o número total de posições ocupadas pelo comboio é o mesmo que para a acção base anterior.

### 2.3 Materiais

Dado que a Ponte foi realizada com um aço do século passado, adoptou-se de acordo com os resultados dos ensaios efectuados pelo Laboratório de Ensaios Tecnológicos do DEMEGI sobre os provetes da Ponte Luiz I, o valor de 192.7 GPa para o módulo de elasticidade longitudinal. Relativamente ao coeficiente de Poisson e ainda de acordo com os ensaios referidos, obteve-se para aquele coeficiente o valor de 0.2554. Também a partir dos ensaios foi possível obter a tensão de rotura dos provetes o que possibilitou a utilização de uma tensão de segurança admissível para o aço em serviço de 105 MPa, correspondendo uma tensão de cálculo 1.5 vezes superior àquela, ou seja de 157.5 MPa. Para a densidade considerou-se o valor de 77 kN/m<sup>3</sup>.

Em relação ao programa de cálculo automático foram considerados diversos materiais-tipo necessários para uma correcta adequação do modelo utilizado.

## 3. CÁLCULOS DE ESTABILIDADE

### 3.1 Programas de cálculo

No cálculo estrutural da Ponte Luiz I, foram usados programas de cálculo automático desenvolvidos ao longo dos últimos anos na Secção de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e que permitem fazer a análise estática e dinâmica em regime linear de qualquer estrutura.

Para a análise estática da estrutura da Ponte Luiz I foi usado o programa de cálculo automático designado genericamente FEMIX 2.1. Este programa foi desenvolvido em 1991/92 por Álvaro Azevedo e Joaquim Barros, docentes das Universidades do Porto e do Minho, respectivamente.

Foi desenvolvido com base no programa FEMIX, um módulo que permitiu efectuar os estudos do comportamento dinâmico da Ponte Luiz I sujeita à passagem do metro, tendo sido incluídos algoritmos que permitem considerar os efeitos de uma estrutura em movimento, o comboio, sobre outra imóvel, a ponte.

Foram criados alguns programas específicos para o estudo em causa. Destacam-se, o programa que permitiu quantificar a acção do vento sobre a Ponte, e o programa que permitiu estabelecer o estado de tensão em cada barra para uma qualquer acção sobre a Ponte.

### 3.2 Modelação da Estrutura

Atendendo à elevada dimensão da estrutura, principalmente o elevado número de nós e de barras, esta foi dividida em 4 grandes blocos: o tabuleiro superior, o tabuleiro inferior, o arco e os 3 pilares metálicos. Esta divisão em 4 blocos visou simplificar qualquer alteração que fosse necessário fazer, permitindo retirar qualquer bloco da estrutura global, proceder a alterações e voltar a juntá-lo à estrutura. O sistema de eixos é cartesiano com origem em Gaia no início do 1º tramo, sendo:  $x$ -comprimentos;  $y$ -larguras e  $z$ -alturas,  $x$  coincidente com o eixo longitudinal com o sentido Gaia-Porto,  $y$  com o sentido montante-jusante e  $z$  com o sentido positivo ascendente.

No sentido de se avaliar a fiabilidade dos cálculos, foram previamente gerados os 4 primeiros tramos do tabuleiro superior, já que o seu funcionamento como viga contínua permitia verificações relativamente simples. Estes cálculos prévios possibilitaram a resolução de alguns pequenos problemas que foram surgindo e a certeza de que os dados estavam bem introduzidos, para além de permitirem a comparação dos resultados com o modelo da estrutura global da Ponte bem como com o projecto original.

Para o estudo global, inicialmente usou-se uma modelação em Treliça Tridimensional. Esta solução veio a revelar algumas dificuldades resultantes do aparecimento de certas hipostaticidades que exigiriam a introdução de grande número de elementos fictícios no cálculo, e ainda a dificuldade em modelar certas particularidades da estrutura.

Acabou por se optar por uma modelação em Estrutura Reticulada Espacial Contínua. Esta solução se por um lado mais morosa quer ao nível da introdução de dados quer do cálculo, por outro lado permitiu definir alguns pormenores estruturais com mais exactidão, obtendo-se resultados obviamente mais precisos.

A modelação do tabuleiro superior apresenta, à excepção da zona de contacto com o arco, uma configuração repetitiva de um módulo (figura 4). Para uma mais fácil correspondência com a estrutura real apresenta-se a figura 5.

Os dados relativos ao tabuleiro superior tornaram-se assim facilitados por geração automática através da repetição do módulo ao longo de todo o tabuleiro. Note-se que se



respeitaram as medidas em conformidade com cada tramo em estudo, pois nem todos os módulos apresentam as mesmas dimensões.

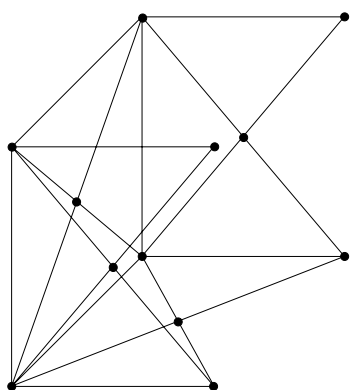


Figura 4 - Módulo-tipo utilizado.



Figura 5 - Perspectiva de um módulo tipo do tabuleiro superior.

Apresentado para qualquer dos casos uma altura e largura constante de 5.00 m e 4.70 m, respectivamente. O comprimento do 1º, 2º, 11º, 12º e 13º tramos é de 4.225m. Para os 3º e 10º tramos aquele valor é de 4m e passa a 3.833 m para os 4º e 9º tramos. Os restantes tramos, são na zona de contacto com o arco que teve de ser estudada conjuntamente com este de modo a respeitar a respectiva variação parabólica. Refira-se ainda que as chapas constituintes da viga principal, nesta zona foram substituídas por diagonais de rigidez aproximadamente igual às que nesta zona existem.

O peso total do tabuleiro inferior e as sobrecargas que ele suporta foram transmitidas ao arco por meio de forças directamente aplicadas. Para o presente estudo modelou-se o tabuleiro inferior e montantes conforme o desenho abaixo, com o objectivo de obter o correcto valor das reacções no topo dos montantes de suspensão, isto em termos de peso próprio, sobrecargas e acção do vento, para o modelo estático.

Relativamente aos pilares, salienta-se que apenas os pilares metálicos foram modelados, dado que os de alvenaria, por apresentarem elevada rigidez, são para a Ponte considerados como apoios simples.

Os dois pilares bastante esbeltos entre o arco e o tabuleiro superior foram modelados pela simples adição de barras compreendidas entre os nós daquelas duas sub-estruturas. Estes pilares (designados por pilares PP) representam uma das situações em que não se dispõe de elementos que caracterizem as barras que os compõem. Este facto adicionado à impossibilidade de medir localmente as dimensões dos perfis, obrigou a efectuar uma extrapolação das medidas por meio de fotografias (figura 6).

O tabuleiro superior apoia-se sobre os pilares metálicos através de dispositivos que permitem translação longitudinal em tudo idêntico aos usados em apoios simples, tal como os que existem sobre os pilares de alvenaria (Figura 7).



Figura 6 - “Pilar PP” entre o tabuleiro superior e o arco.      Figura 7 - Apoio entre o tabuleiro superior e um pilar de alvenaria.

Os apoios nos pilares de alvenaria e nos encontros foram considerados como apoios simples. Os 3 pilares metálicos foram considerados encastrados no terreno, o arco duplamente apoiado nas suas extremidades bem como o tabuleiro inferior.

Foram modeladas as longarinas de suporte dos carris, apesar de para o cálculo estático da acção do comboio, apenas serem consideradas forças aplicadas nos nós, definiu-se o “caminho” para o comboio, necessário para o caso do estudo dinâmico que posteriormente se efectuará.

A parte do tabuleiro superior constituída pelos tramos 1, 2, 3 e 4 foi estudada em separado como Treliça Plana e Espacial e como viga contínua com 4 tramos de momentos de inércia constante.

Estas diferentes análises tinham a intenção de comparar resultados destas duas modelações com os da estrutura global, e ainda com o projecto original de modo a concluir tanto da fiabilidade dos resultados, como do modelo estrutural adoptado.

Após modeladas as diferentes partes da estrutura anteriormente mencionadas, juntaram-se formando a estrutura completa objecto do presente estudo. Formada a estrutura global atribuíram-se as respectivas características mecânicas a cada uma das barras.

## 4. RESULTADOS

O cálculo efectuado envolve muitos elementos e muitas combinações de acções, pelo que os resultados serão apresentados, no que se refere à parte estática, de forma condensada, através dos valores das tensões máximas de tracção e compressão com e sem encurvadura.

A apresentação dos resultados, uma vez obtidos os ficheiros de resultados referentes aos diferentes grupos de combinações de acções, foi feita retendo-se para cada barra e para cada combinação apenas o esforço axial.







Em seguida, para cada grupo de combinações determinou-se a máxima tracção e a máxima compressão obtendo-se, assim, as envolventes de tracções e de compressões, a seguir convertidas nas respectivas tensões. No que diz respeito às tensões de tracção, foram obtidas meramente por divisão do valor do esforço axial pela respectiva área efectiva da barra. Quanto às barras comprimidas, para atender ao fenómeno da encurvadura, as tensões foram determinadas da seguinte forma:

- utilizaram-se as curvas europeias de varejamento, em que se admitiu para todas as barras a curva tipo D ;
- na definição do coeficiente de esbelteza, utilizou-se a menor das inércias e o comprimento efectivo da barra, isto é, o comprimento entre dois nós consecutivos;

assim definiu-se como tensão de compressão, o valor do esforço axial dividido pelo coeficiente de encurvadura e pela área efectiva da barra.

Atendendo a que é possível actuar sobre o valor desta tensão mediante a introdução de novas condições de contraventamento das peças comprimidas, igualmente se determinaram as tensões reais de compressão, isto é, não afectadas do coeficiente de encurvadura.

Numa segunda fase, elaborou-se um programa que gera o desenho da Ponte, colorindo as barras conforme a tensão nelas instalada. Os intervalos de tensão correspondentes a cada côr, idênticos para tracção e compressão, foram adoptados segundo o esquema seguinte:

 (preto)	$0.5 \geq \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}}$	 (azul claro)	$0.875 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.0$	 (amarelo)	$1.125 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.25$
 (azul escuro)	$0.5 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 0.875$	 (verde)	$1.0 < \frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} \leq 1.125$	 (vermelho)	$\frac{\sigma_{\text{instalado}}}{\sigma_{\text{rd}}} > 1.25$

A tensão  $\sigma_{\text{rd}}$ , usada para tensão de referência, foi obtida por majoração da tensão que,

de acordo com a literatura especializada, é considerada como tensão admissível para aços de obras com idade idêntica à Ponte Luiz I, ou seja, a tensão de 105 MPa. Refira-se ainda que os ensaios experimentais efectuados com os provetes retirados da ponte confirmaram este valor.

$$\sigma_{Rd} = 1.5 \times 105 = 157.5 \text{ MPa}$$

A apresentação dos resultados revelou-se muito sugestiva e a sua interpretação resulta bastante simplificada, tornando evidentes as barras cujas tensões estão próximas ou excedem o máximo admissível. Apresenta-se na Figura 8 um exemplo ilustrativo do estado de tensão no caso da combinação de dois comboios cruzando-se compostos por 2 carruagens +  $\psi 0$  x vento (Comb\_22).

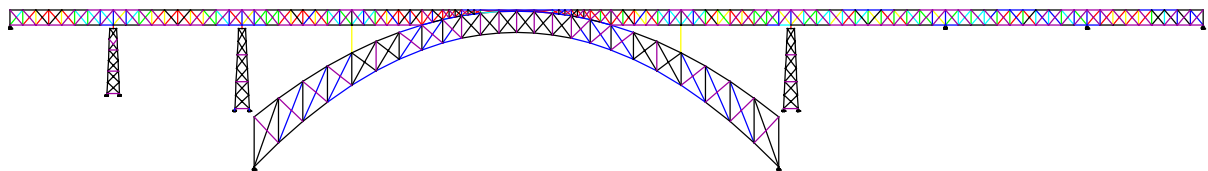


Figura 8 - Estado de tensão correspondente ao Comb\_22.

#### 4.1 Análise dos Resultados

A análise dos resultados permitiu verificar que existe um número apreciável de barras que necessitam de ser contraventadas, principalmente no tabuleiro superior, quer nas vigas de montante e jusante, quer nas vigas de travamento. Os pilares apresentam problemas de encurvadura. O arco não apresenta problemas.

##### 4.1.1 Envolvente das Tracções

Verifica-se que para as envolventes de tracção os esforços instalados nas barras não conduzem a tensões superiores a  $\sigma_{Rd}$  (157 MPa).

Nos resultados a que se chegou pôde-se ver que em duas barras do arco as tensões excedem, ainda que ligeiramente, a tensão máxima; as tensões de tracção são em todas as barras, quer do arco quer das vigas do tabuleiro superior, quer nos pilares, inferiores à tensão máxima de tracção,  $\sigma_{Rd}$ .

##### 4.1.2 Envolvente das Compressões

Na análise da envolvente das compressões é importante analisar em primeiro lugar a envolvente das tensões máximas de compressão, não afectadas do problema da encurvadura e em seguida a envolvente das tensões máximas de compressão afectados do problema da encurvadura.

#### 4.1.2.1 Envolvente das Compressões sem Encurvadura

Verifica-se que os valores dos esforços instalados nas barras, conduzem a tensões inferiores ao valor de  $\sigma_{Rd}$  e na generalidade das barras com valores bastante inferiores a esse valor.

#### 4.1.2.2 Envolvente das Compressões com Encurvadura

Verificam-se de um modo geral problemas com várias barras, pertencentes às vigas do tabuleiro superior e aos pilares.

As barras do arco continuam a não apresentar problemas, verificando-se que as tensões instaladas nas barras são, normalmente, bastante inferiores à tensão máxima  $\sigma_{Rd}$ .

Como já foi referido é necessário em projecto verificar as secções das barras do arco dado que algumas dessas secções foram tiradas por semelhança com outras e através das fotografias.

O mesmo se passa com os pilares, nomeadamente o pilar PP que apoia no arco, que apresenta tensões máximas superiores a  $\sigma_{Rd}$  e algumas barras que realizam o contraventamento dos pilares.

## 5. CONCLUSÕES

Após a realização deste estudo foi possível concluir que:

### **É viável a passagem do Metro pela Ponte Luiz I.**

No entanto, a viabilidade fica condicionada pela satisfação dos pontos seguintes:

1. A tipologia das carruagens deverá ser semelhante à usada no presente estudo.
2. Deverão ser dimensionados e convenientemente executados os contraventamentos e/ou reforçadas as secções, de forma a serem eliminados os riscos de encurvadura detectados.
3. Deverá ser tido em conta que a vida remanescente de algumas peças em situação crítica é muito limitada pelo que deverão ser reforçadas para reduzir o nível geral de tensões.
4. O estado de conservação da Ponte é em muitos locais precário e encontram-se focos importantes de corrosão que urge eliminar, pelo que é imperioso efectuar uma extensa intervenção de conservação.

5. Deverá ser feito um levantamento dos problemas de enfunamento que poderão existir em algumas peças. Este problema foi detectado em algumas barras sendo provável a existência de outras situações idênticas. Estas situações poderão agravar substancialmente as tensões, pelo que se torna necessário proceder a uma verificação completa da segurança estrutural da Ponte.
6. Os apoios da Ponte deverão ser revistos e eventualmente substituídos.
7. Para além das inspecção regular que uma estrutura deste tipo deve merecer, deverá nos primeiros tempos da nova utilização da estrutura, ser previsto um especial acompanhamento e inspecção da mesma de acordo com um plano a definir.
8. Deverá ser dada especial atenção aos pilares metálicos, dado que estes se revelaram como pontos críticos da estrutura, sendo necessário que estes pilares sejam convenientemente reforçados.
9. O nível de conforto dos peões para uma utilização intensiva da Ponte não é considerado aceitável, em determinados tramos e para determinadas velocidades de circulação, pelo que se recomenda a adopção de dispositivos de correcção.
10. Deverão ser previstos dispositivos que evitem a permanência das pombas.

Independentemente da Ponte Luiz I vir a ser integrada na Rede do Metro do Porto, as análises efectuadas recomendam que a mesma merece atenções especiais, designadamente as que se referem nos pontos 2, 4, 5, 6, 7, 8 e 10.

Os autores agradecem à empresa do Metro do Porto, S.A., à Junta Autónoma das Estradas e ao Instituto da Construção todas as facilidades concedidas para a elaboração deste trabalho.

## **REFERÊNCIAS**

A bibliografia principal foi obtida na Junta Autónoma de Estradas e no Arquivo Histórico da Cidade do Porto e de várias fontes. Os resultados e outros elementos de cálculo fazem parte dos relatórios efectuados pelo Instituto da Construção para o Metro Ligeiro do Porto.